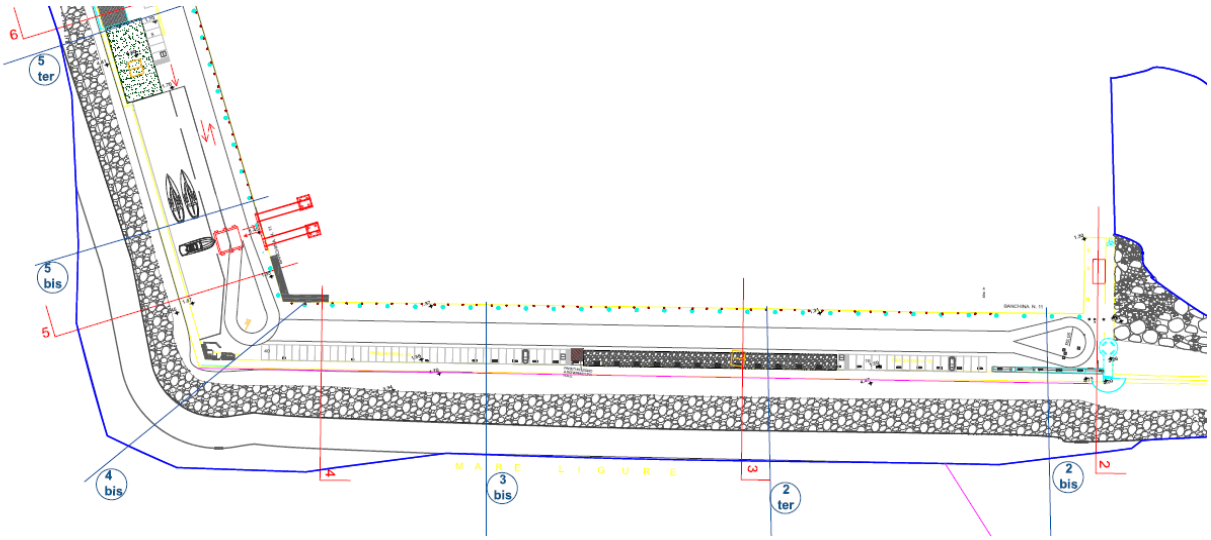
CHINI ALESSANDRO
2023.07.27 10:13:28
CN=CHINI ALESSANDRO
C=IT
2.5.4.4=CHINI
2.5.4.42=ALESSANDRO
RSA/2048 bits

VALUTAZIONI SULLA ESPOSIZIONE AI FENOMENI DI RUN-UP E TRACIMAZIONE ONDOSA DELLE SEZIONI 2 BIS, 3 BIS E 5 TER APPARTENENTI AL MOLO DI SOPRAFLUTTO DELL'APPRODO TURISTICO DEL COMUNE DI ANDORA (SV)

La figura illustra la zona del Porto di Andora oggetto di interventi :



La presente sezione si pone quale appendice alle valutazioni integrative dedicate alla stima dei valori di risalita e tracimazione ondosa presso le Sezioni 2 bis – 3 bis e 5 ter del molo di sopraflutto della Marina presso il Comune di Andora (SV).

In particolare, questa parte della relazione tecnica è stata sviluppata con la finalità di illustrare l'effetto sui processi idraulici derivanti dall'applicazione di un approccio di calcolo di recente conferma ed afferente alla quantificazione dell'altezza dell'onda frangente alla base delle opere di difesa. In particolare, riprendendo le medesime condizioni al contorno (queste ultime espresse sia in termini di geometria delle sezioni considerate e sia in merito alla massima escursione mareale ed equivalente all'entità estrema + 0.62 m sul l.m.m., nonché confermando nuovamente il clima ondoso generato da Venti di Mezzogiorno – Libeccio e con periodo di ritorno di 50 anni agente sulle strutture protettive in esame, come descritto dalla prima parte dello studio, commissionato dal Comune di Andora (SV) alla Società HS Marine s.r.l. intitolato "Studio su modello dell'agitazione ondosa all'interno della Marina di Andora", si è proceduto quantificando la massima altezza d'onda al frangimento $H_f = H_{incidente}$ riscontrabile in corrispondenza delle batimetrie misurate al piede delle scogliere identificate nelle sezioni in esame. Detta analisi è stata condotta attraverso l'espressione sperimentale ricavata da J.W. Kamphuis (2020) per onde irregolari alle basse profondità e verificata attraverso svariate prove di laboratorio, che ne confermano la validità ai fini specifici della valutazione dell'esposizione ai fenomeni di risalita ondosa e sormonto, da parte di barriere di difesa quali quella in questione:

$$H_f = \left(d + 0.1 \cdot H_{sf} + sopralzo\right) \cdot 0.56 \cdot \exp\left(3.5 \cdot m\right) \text{ ove: } H_f = H_{incidente}$$

nella quale il sopralzo mareale è considerato pari al suo predetto valore estremo di + 0.62 m sul l.m.m., il parametro m rappresenta la pendenza media del fondale antistante la base della scogliera in questione (valore assunto pari a circa il 2%), il termine H_{sf} denota l'elevazione dell'onda di shoaling e rifrazione che frange al largo, come quantificata nell'ambito del presente studio (si consideri come J.W. Kamphuis (2020) stimi nel valore pari al 10% dell'elevazione ondosa H_{sf} l'incremento della batimetria al piede del sistema di protezione in esame, tenuto in conto che tale aumento di profondità risulta generato sia dal fenomeno del set-up da frangimento correlato alle massime ondazioni che hanno franto più al largo rispetto alla posizione attribuita alla struttura difensiva in questione e sia dagli effetti di riflessione provocati dall'incidenza delle onde trasversalmente molto sviluppate, queste ultime associate ai gruppi d'onda appartenenti agli stati di mare presso le basse batimetrie, nonché contraddistinte da un'altezza, sempre alle minime profondità, approssimabile a circa il 40% dell'elevazione ondosa H_{sf} suindicata) ed h_f descrive il

valore della profondità di frangimento, misurata al piede dell'opera di difesa considerata ed incrementata nei calcoli anche dall'innalzamento mareale.

Sulla base dei calcoli effettuati in merito alla definizione dell'intensità del moto ondoso in corrispondenza del piede dei profili geometrici 2 bis, 3 bis e 5 ter e considerando l'effetto su quest'ultima da parte della riflessione dell'onda provocata dall'incidenza sul paramento dell'opera protettiva (tale passaggio analitico è stato affrontato seguendo il modello suggerito da J.W. Van der Meer et al. (2006)), sono stati ricavati i seguenti valori di altezza d'onda H_{piede}:

Sez. 2 bis		
$H_{incidente}$ (m)	$H_{riflessa}$ (m)	H_{piede} (m)
3.99	0.86	4.84

Sez. 3 bis		
$H_{incidente}$ (m)	$H_{riflessa}$ (m)	H_{piede} (m)
3.39	0.81	4.2

Sez. 5 ter		
$H_{incidente}$ (m)	$H_{riflessa}$ (m)	H_{piede} (m)
1.41	0.42	1.83

A questo punto, identificata l'azione delle ondazioni incidenti alla base delle scarpate di cui alle sezioni d'interesse, impiegando nuovamente le formulazioni empiriche di cui al Manuale tecnico di riferimento EurOtop nella sua edizione del 2018, è stato possibile ricavare le grandezze attribuite alla rimonta ondosa $R_{u2\%}$ e portata media di tracimazione q, corrispondenti ai profili geometrici menzionati, giungendo alle risultanze riepilogate nelle tabelle sottostanti:

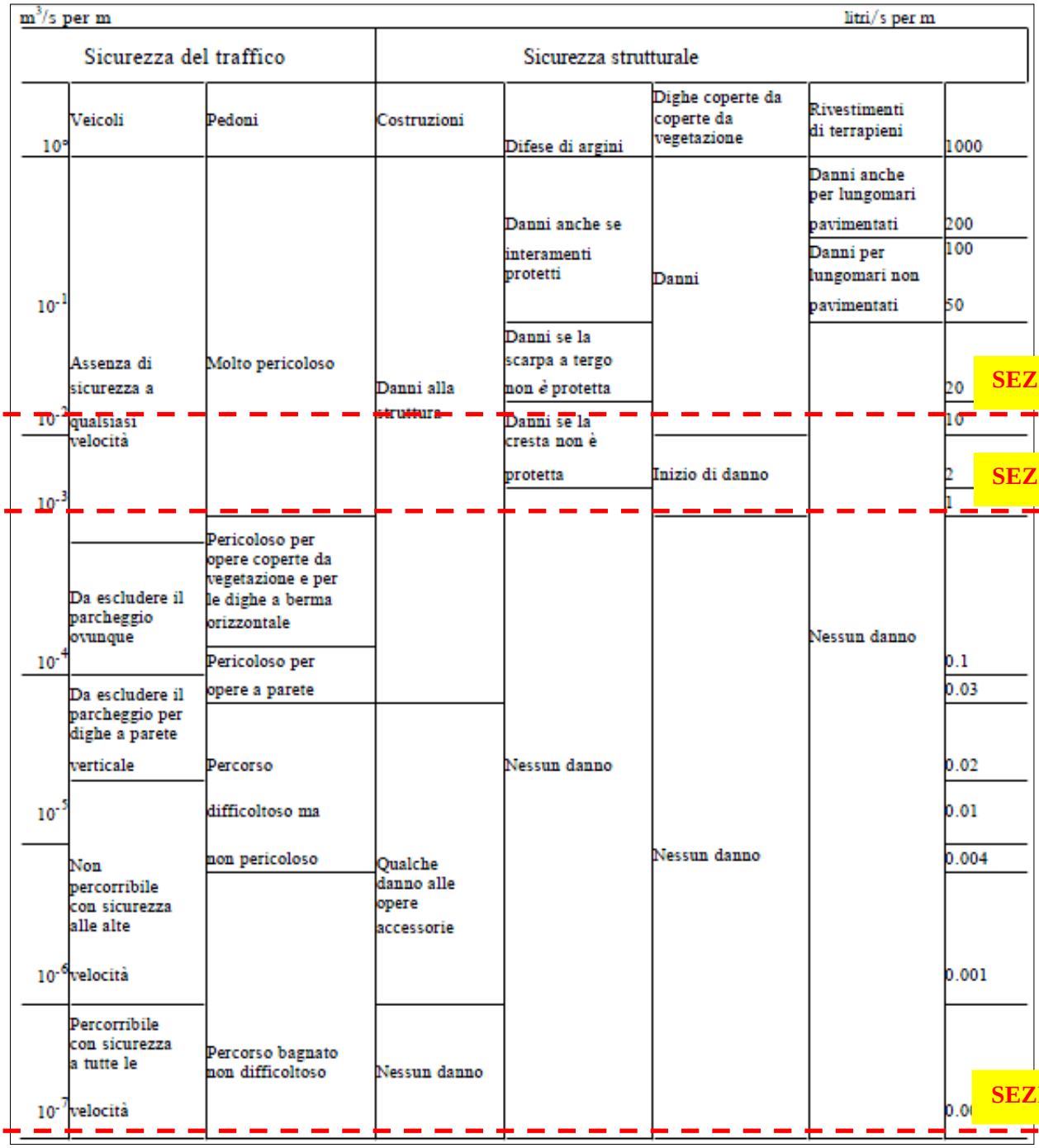
Sezione 2 bis (attacco ondoso frontale)							
H_{piede} (m)	γ_b (-)	γ_f (-)	γ_β (-)	$\xi_{m-1,0}$ (-)	$Ru_{2\%}$ (m)	$P_{tracimazione}$	q $(m^3/m \cdot s)$
4.84 m	0.749	0.414	1	1.987	5.94 m	24.07%	0.016

Sezione 3 bis (attacco ondoso frontale)							
H_{piede} (m)	γ_b (-)	γ_f (-)	γ_β (-)	$\xi_{m-1,0}$ (-)	$Ru_{2\%}$ (m)	$P_{tracimazione}$	q $(m^3/m \cdot s)$
4.2 *	0.707	0.445	1	2.42	5.72	17.11%	0.0011

*) misura accertata nel maggio 2023 in corrispondenza della sezione 3 bis

Sezione 5 ter (attacco ondoso obliquo con angolo d'incidenza $\beta \cong 60°$ misurato rispetto alla perpendicolare all'asse principale del tratto considerato della diga di sopraflutto)								
H_{piede} (m)	γ_b (-)	γ_f (-)	γ_{β_run-up} (-)	$\xi_{m-1,0}$ (-)	$Ru_{2\%}$ (m)	$P_{tracimazione}$	γ_{β_q} (-)	q $(m^3/m \cdot s)$
1.83	0.633	0.486	0.868	2.976	2.4	$\approx 0\%$	0.622	0

Inoltre, è interessante osservare come, secondo verifiche condotte in accordo alle indicazioni in merito proposte dalla Guida tecnica EurOtop pubblicata nella sua revisione del 2018, il ritiro dell'onda incidente H_{piede} sopra stimata presso le sezioni 2 bis e 3 bis, durante la sua fase di discesa sul paramento della scogliera e misurato a quota inferiore rispetto a quella attribuita al l.m.m. (ossia ci si riferisce, nello specifico, al cosiddetto Run-down a cui è assegnata una probabilità di superamento del 2%), non raggiunga l'immersione sommitale della berma al piede prevista in tali posizioni, a favore di una maggiore stabilità di questa stessa porzione di struttura collocata alla base del sistema protettivo in esame, dimostrando al contempo la compatibilità della conformazione geometrica assegnata alla berma in questione. Berma che conserva sostanzialmente la propria efficacia anche in relazione alle sollecitazioni idrauliche prodotte da tali condizioni d'onda estreme.
Anche nell'ambito delle valutazioni appena descritte, appare utile riportare i valori dedotti delle portate medie tracimanti q, nella tabella VI-5-6 tratta dal Testo di riferimento "Coastal Engineering Manual" nella sua versione del Settembre 2011 (Parte VI) e che riproduce sinteticamente i limiti ammissibili di tali processi idraulici e le corrispondenti condizioni di sicurezza:



Anche dalle valutazioni di cui alla presente parte dello studio, emerge l'efficacia delle opere di difesa considerate ed integrate dalla struttura a berma collocata al piede dei paramenti in questione, nel contrastare i processi idraulici di run-up e tracimazione ondosa originati da eventi d'onda correlati a periodi di ritorno di 50 anni, nonché associati ad incidenze orientate in maniera da configurare la massima esposizione a detti effetti, da parte della struttura difensiva tenuta in conto nei tre profili presi in esame. A tale conclusione si è pervenuti anche adottando una metodologia di calcolo, recentemente convalidata da J.W. Kamphuis (2020), afferente alla definizione dell'elevazione ondosa al frangimento presso la base dell'opera protettiva trattata (quest'ultima grandezza influisce chiaramente sull'intensità dei fenomeni di risalita ondosa e sormonto).

Bibliografia di riferimento

EM 1110-2-1100 "Coastal Engineering Manual" Part VI 28 Settembre 2011 (Change 3)

Kamphuis J.W. (2020) "Introduction to Coastal Engineering and Management" 3rd Edition, Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 48, pp. 505

Van der Meer, J. W. e Zanuttigh B. (2006) "Wave reflection for coastal structures" Delft Hydraulics, P.O. Box 152, 8300 AD Emmeloord, the Netherlands

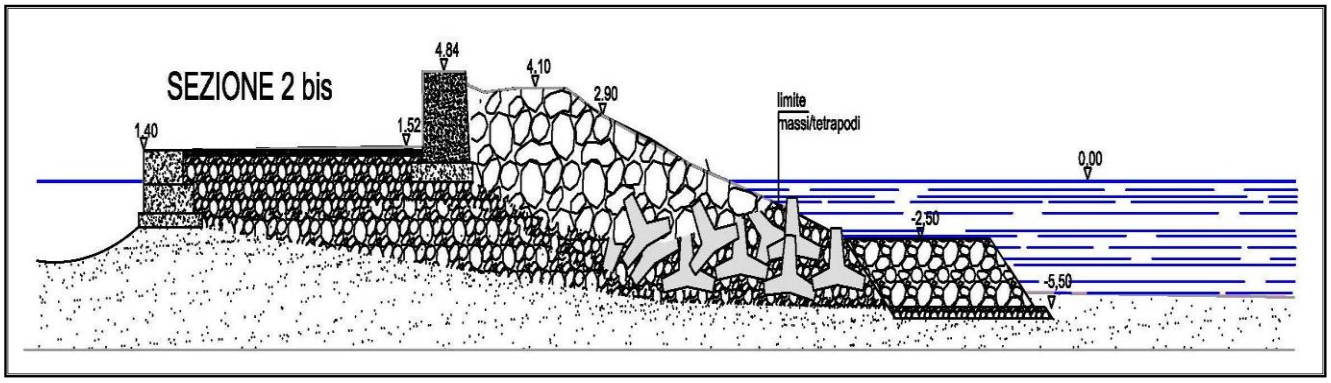
Van der Meer J. W. et al. "EurOtop - Manual on wave overtopping of sea defences and related structures" seconda edizione del Dicembre 2018

DIMENSIONAMENTO MASSI NATURALI BERME AL PIEDE DELLE SEZIONI 2 BIS, 3 BIS E 5 TER RELATIVE AL MOLO DI SOPRAFLUTTO DEL PORTO DI ANDORA (SV) E RISPETTIVA VERIFICA DELL'INTASAMENTO DEI VUOTI TRA I TETRAPODI ED I BLOCCHI LAPIDEI EMERSI CON ANALISI DELLE CRITICITA' CORRELATE ALL'EVENTUALE ASPORTAZIONE DI MATERIALE INERTE DAL NUCLEO DELLA SCOGLIERA PRESSO I PROFILI 2 BIS e 3 BIS DELLA MANTELLATA IN ESAME

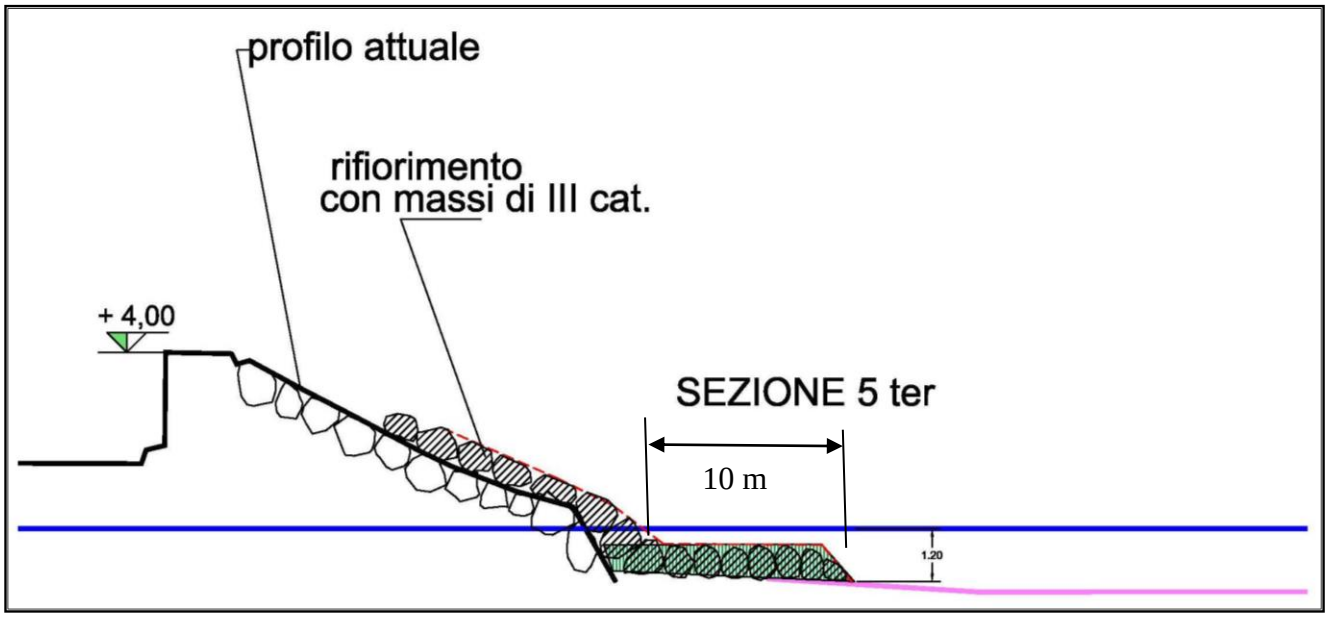
1. Proporzionamento massi naturali berme al piede delle Sezioni 2 bis – 3 bis e 5 ter

Il presente Elaborato tecnico ha la finalità d'illustrare i passaggi che conducono al proporzionamento dei massi naturali progettualmente previsti al piede delle Sezioni 2 bis, 3 bis e 5 ter, queste ultime come schematicamente identificate dalle corrispondenti rappresentazioni grafiche a corredo dello studio a cui ci si riferisce. Inoltre, il presente lavoro analizza anche le problematiche connesse all'eventuale asportazione di materiale lapideo dal nucleo della scogliera, in rapporto sia all'intervento di rifiorimento previsto presso alcune posizioni basali della barriera protettiva in questione, sia alla realizzazione della suddetta opera sommersa al piede della gettata, tenuto in conto come entrambe le operazioni appena richiamate generino l'intasamento dei vuoti esistenti tra i blocchi artificiali tetrapodi attualmente situati alla base dei tratti di diga maggiormente esposti all'azione del moto ondoso e gli elementi lapidei della scogliera emersa. Richiamando la conformazione geometrica delle Sezioni 2 bis – 3 bis e 5 ter è possibile sviluppare i calcoli destinati al dimensionamento delle berme corrispondentemente previste al piede dei tratti appartenenti alla

struttura difensiva e comprendenti i due profili appena menzionati. Di seguito si riportano gli schemi grafici afferenti alle Sezioni 2 bis – 3 bis e 5 ter relative all'infrastruttura in esame:



Stesso schema per la sezione 3 bis dove la profondità al piede è minore
di quella della sezione 2 bis.



Analogamente alle valutazioni attinenti all'individuazione dei valori di risalita ondosa e di portata media di tracimazione a cui i profili d'interesse risultano esposti, anche nell'ambito delle presenti analisi sono state tenute in conto condizioni d'attacco ondoso estreme correlate ad una mareggiata avente tempo di ritorno di 50 anni ed originata da Venti di Mezzogiorno-Libeccio, combinando quest'ultima con una massima escursione mareale equivalente all'entità estrema + 0.62 m sul l.m.m., in generale coerenza con l'Elaborato predisposto a fine 2019, su commissione del Comune di Andora (SV), dalla Società HS Marine s.r.l. intitolato "Studio su modello dell'agitazione ondosa all'interno della Marina di Andora".

È doveroso precisare, tuttavia, come, nell'ambito del proporzionamento degli elementi inerti delle berme considerate, occorra necessariamente considerare gli effetti su tali unità lapidee, generati dal

danno cumulato nel tempo e riconducibile alle continue sollecitazioni idrodinamiche a cui i massi naturali in questione sono soggetti durante la loro vita utile.

Per tale ragione e come suggerito da J.W. Kamphuis (2020), il proporzionamento dei blocchi inerti destinati alla composizione delle strutture al piede avviene attraverso la seguente espressione sperimentale ricavata da J.W. Kamphuis (2020) per onde irregolari alle basse profondità e verificata attraverso molteplici prove di laboratorio, che ne confermano la validità ai fini specifici della valutazione in esame:

$$H_f = K_{\max} \cdot \left(d + 0.1 \cdot H_{sf} + sopralzo\right) \cdot 0.56 \cdot \exp\left(3.5 \cdot m\right)$$

ove: $H_f = H_{incidente}$ e $K_{\max} = 1.5$ nella fascia dei frangenti

nella quale K_{max} equivale a 1.5, il sopralzo mareale è considerato pari all più volte citato valore limite di + 0.62 m sul l.m.m., il parametro m rappresenta la pendenza media del fondale antistante la base della scogliera in questione (valore assunto pari mediamente a circa il 2%), il termine H_{sf} rappresenta l'elevazione dell'onda di shoaling e rifrazione che frange al largo, come quantificata nell'ambito del presente Studio (si consideri come J.W. Kamphuis (2020) stimi nel valore pari al 10% dell'elevazione ondosa H_{sf} appena citata l'incremento della batimetria al piede del sistema di protezione trattato, tenuto in conto che tale stesso aumento di profondità risulta generato sia dal fenomeno del set-up da frangimento correlato alle massime ondazioni che sono entrate in frangimento più al largo rispetto alla posizione attribuita alla struttura difensiva in questione e sia dagli effetti di riflessione provocati dall'incidenza delle onde trasversalmente molto sviluppate, queste ultime associate ai gruppi d'onda appartenenti agli stati di mare presso le basse batimetrie, nonché contraddistinte da un'altezza, sempre alle minime profondità, approssimabile a circa il 40% dell'elevazione ondosa H_{sf} suindicata) ed il termine d descrive il valore della profondità di frangimento (ossia si determina la condizione al contorno $d = h_f$, con riferimento a quanto corrispondentemente indicato nelle valutazioni riguardanti l'esposizione ai processi di rimonta ondosa e tracimazione, da parte delle sezioni trattate), misurata al piede dell'opera difensiva considerata ed incrementata nei calcoli anche dall'innalzamento mareale suindicato.

Sulla base dei calcoli effettuati in merito alla definizione dell'intensità del moto ondoso in corrispondenza del piede dei profili geometrici 2 bis – 3 bis e 5 ter tenuti in conto, sono stati ricavati i seguenti valori di altezza d'onda $H_{incidente}$:

	$H_{incidente}$
Sez. 2 bis	5.98 m
Sez. 3 bis	5.08 m
Sez. 5 ter	2.11 m

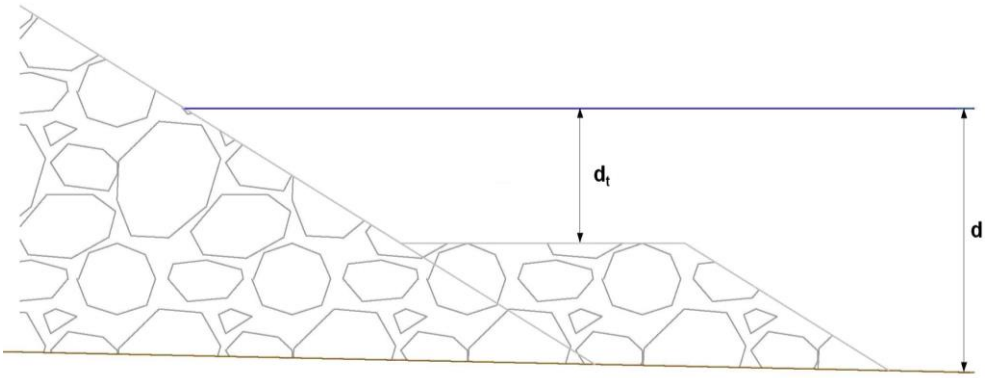
A questo punto, ai fini del dimensionamento delle unità inerti costituenti le berme oggetto di progettazione e previste al piede dei profili d'interesse, valutando al contempo anche il grado di esposizione dell'opera di difesa in questione a fenomeni di erosione e scalzamento alla base (effetti in grado di destabilizzare i massi naturali che formano la scogliera considerata vanificandone la funzionalità e l'efficacia protettiva), si procede con le analisi successive e basate sul lavoro di ricerca svolto da E. Gerding (1993) che ha ricavato una relazione empirica, di seguito riportata, attraverso la quale è possibile determinare, mediante un approccio conservativo nei confronti delle proporzioni attribuite alle unità inerti della rispettiva mantellata emersa, il diametro nominale medio dei massi naturali costituenti le strutture sommerse in questione e previste al piede, nonché a protezione, della scogliera considerata, con particolare riferimento alle Sezioni 2 bis, 3 bis e 5 ter:

$$N_s = \frac{H_{incidente}}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left(0.24 \cdot \frac{d_t}{D_{n50}} + 1.6 \right) \cdot N_{od}^{0.15}$$

Quest'ultima formulazione sperimentale risulta valida per onde irregolari, laddove esse siano non frangenti, in condizioni di frangimento e frante ed alle seguenti condizioni geometriche al contorno: $0.4 < {d_t}/{d} < 0.9$ (limiti rispettati dai valori assunti dalle corrispondenti grandezze prese in esame, poiché il rapporto ${d_t}/{d}$ è risultato pari a circa 0.455 quando associato alla conformazione geometrica del profilo 2 bis, 0.56 per la Sez. 3 bis e prossimo alla soglia inferiore sopra indicata nel caso della Sezione 5 ter) e nella quale i termini introdotti assumono il seguente significato:

- $H_{incidente}$ indica l'altezza d'onda agente alla base delle berme oggetto di proporzionamento, così come rispettivamente già indicata per ognuno dei Profili trasversali tenuti in conto;
- D_{n50} rappresenta il diametro medio nominale degli elementi inerti costituenti le porzioni protettive al piede dell'opera di difesa trattata ed in corrispondenza di ciascuna Sezione in questione;
- $\Delta = S - 1$ dove S è il rapporto tra la densità ρ_r degli elementi lapidei considerati (tale termine è assunto tipicamente pari a 2650 Kg/m^3 per massi naturali) e la densità ρ_a dell'acqua di mare, normalmente, quantificata pari a circa 1030 Kg/m^3. Ossia rispettivamente si ha che $\Delta = \left(\frac{\rho_r}{\rho_a} - 1 \right) \cong 1.573$;
- d_t denota l'entità dell'immersione della sommità delle berme tenute in conto e progettualmente previste alla base del paramento dell'attuale gettata in esame. Detto termine è stato impostato, in conformità alle corrispondenti indicazioni di Progetto, pari a 2.5 m sotto il l.m.m. presso il Profilo geometrico 2 bis e 3 bis ed a quota minore del

l.m.m. nonché equivalente a 0.35 m in corrispondenza della Sezione 5 ter. Di seguito si raffigura uno schema grafico che illustra esclusivamente il significato del termine d_t trattato, rispetto alla profondità $d = h_f$ antistante alla sezione considerata dell'opera protettiva in esame:



- N_{od} è un parametro adimensionale denominato numero di danno e rappresenta il numero di massi naturali destabilizzati e quindi rimossi dalla loro posizione originaria in uno spessore pari al diametro nominale medio D_{n50}. Tale parametro assume una rilevanza specifica poiché correlato al grado di danneggiamento associato alle berme al piede oggetto di analisi. Più precisamente, si hanno i seguenti valori soglia del parametro N_{od} che corrispondono ad altrettanti stati di danneggiamento delle porzioni alla base della struttura a gettata tenuta in conto:

N_{od}	**Grado di danneggiamento associato alle berme al piede della scogliera trattata (da E. Gerding (1993))**
< 0.5	Quasi nessun danno
0.5 ÷ 4	Danno accettabile
> 4	Danno grave o severo

Nel caso in esame si è optato, per i tre profili, per una condizione di "danno accettabile" a carico della porzione protettiva al piede del paramento inclinato della gettata in esame e quindi per un coefficiente di danno N_{od} il cui valore risulti equivalente ad un'entità intermedia pari a 2, quest'ultima compresa nell'intervallo di valori corrispondenti allo stato di danneggiamento selezionato e ritenuto progettualmente corretto, come precisato da E. Gerding (1993).

In riferimento alla berma in corrispondenza delle 3 sezioni , la cui cresta di sommità risulta, quindi, posta a quota inferiore rispetto a quella assegnata al livello medio del mare assunto, tale espressione

sperimentale suggerita da E. Gerding (1993), nonché adottata nel calcolo della dimensione nominale media dei blocchi inerti formanti queste stesse porzioni protettive alla base dell'opera di difesa considerata, si ritiene possa essere validamente impiegata anche ai fini dell'individuazione del diametro nominale medio relativo ai massi naturali costituenti le estremità delle opere al piede. Inoltre, si noti come la relazione empirica proposta da E. Gerding (1993) sia proficuamente applicabile al caso in esame, poiché detta formulazione sperimentale è stata estrapolata da prove di laboratorio condotte prevalentemente su strutture a gettata emergenti e provviste di blocchi inerti alla base, coerentemente con le condizioni al contorno che distinguono nei profili geometrici trattati. Il calcolo appena definito ha permesso di valutare, per una condizione di danno accettabile, il diametro nominale medio D_{n50} dei massi naturali costituenti la berma progettualmente prevista presso le Sezioni 2 bis- 3 bis e 5 ter, ricavando i corrispondenti valori di seguito riepilogati e precisando come i rispettivi pesi mediani M_{50} dei blocchi lapidei destinati a comporre le porzioni sommerse appena citate, risultino desunte dall'equazione $M_{50} = \rho_r \cdot D_{n50}^3$, ove il termine di densità ρ_r è già stato precisato pari a circa 2650 Kg/m^3:

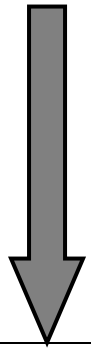
	D_{n50} (m)	M_{50} (t)	Categorie di appartenenza dei massi naturali medi previsti per le berme
Sez. 2 bis	1.77	14.64	4° categoria
Sez. 3 bis	1.45	8	4° categoria
Sez. 5 ter	0.7	0.92	1° categoria

Si osservi come l'assortimento granulometrico ottimale degli elementi inerti previsti per la composizione delle berme in corrispondenza dei Profili d'interesse, debba rientrare nell'intervallo di peso compreso tra gli estremi superiore $M_{massimo} = 1.25 \cdot M_{50}$ ed inferiore $M_{\min imo} = 0.75 \cdot M_{50}$, come rispettivamente illustrati nella tabella seguente per ognuna delle Sezioni considerate:

	$M_{massimo} = 1.25 \cdot M_{50}$ (t)	$M_{\min imo} = 0.75 \cdot M_{50}$ (t)
Sez. 2 bis	18.3	11
Sez. 3 bis	10	6
Sez. 5 ter	1.15	0.7

In particolare, si evidenzia come l'entità del peso medio M_{50} delle unità lapidee assegnate alla berma di cui al profilo geometrico 2 bis risulti assolutamente compatibile con il corrispondente valore associato ai massi naturali appartenenti alla 4° categoria e formanti il paramento esterno della scogliera presso la medesima posizione appena citata, a maggior ragione per la sezione 3 bis caratterizzata da una minor profondità al piede. Pertanto, poiché la base del versante inclinato relativo alla struttura a gettata in esame è collocata in acque poco profonde ed è soggetta all'azione

diretta da parte del moto ondoso incidente, il diametro nominale medio D_{n50} afferente alle unità inerti previste per la berma al piede della scogliera indicata nella sezione 2 bis può essere posto pari alla corrispondente entità dimensionale D_{n50} attribuita ai blocchi lapidei che compongono la mantellata che compone l'ammasso inerte riportato nel profilo appena richiamato. Tale approccio progettuale appena descritto appare conservativo delle condizioni di stabilità assicurate così, oltre che per i blocchi lapidei del paramento inclinato dell'opera protettiva in questione, anche nell'ambito del dimensionamento dei massi naturali costituenti la porzione basale dell'infrastruttura di difesa esaminata. Si noti come data la suddetta dimensione media D_{n50} delle unità inerti destinate a costituire la berma al piede della scogliera presso la Sezione 2 bis e la 3 bis , la porzione interna di detto elemento di base può essere composta da massi naturali di 3° categoria e rivestita da blocchi lapidei di 4° categoria, questi ultimi a formare lo strato più esterno della berma in corrispondenza del profilo appena richiamato (tale soluzione tecnica, quest'ultima ammessa conformemente sia alle dimensioni delle unità lapidee coinvolte e sia alla batimetria correlata alla posizione d'interesse, favorisce ulteriormente un assortimento granulometrico più esteso per l'elemento basale trattato, agendo così in contrasto all'eventuale asportazione di materiale più fine presente all'interno della gettata considerata, come si analizzerà nel prosieguo del presente studio). Constatando la diversità dimensionale, come sopra indicato, tra gli elementi lapidei che compongono la berma al piede della scogliera presso le Sezioni 2 bis / 3 bis ed i blocchi inerti che compongono la medesima porzione sommersa del sistema protettivo in questione in corrispondenza del profilo 5 ter, appare operativamente utile riportare di seguito le varie batimetrie alle quali, conservando l'efficacia della berma nel contrastare l'azione del moto ondoso incidente sulla scogliera in questione, è previsto il passaggio da una categoria di peso ad un'altra per le unità inerti trattate, nonché destinate a formare la porzione basale sommersa appena menzionata:

	Profondità di transizione (m)	**Categorie di appartenenza dei massi naturali medi previsti per le berme**
Batimetrie decrescenti 	Batimetrie superiori a 4 m	Massi naturali di 4° categoria
	4	Da blocchi inerti di 4° categoria ad unità lapidee di 3° categoria
	2.7	Da blocchi inerti di 3° categoria ad unità lapidee di 2° categoria
	1.4	Da blocchi inerti di 2° categoria ad unità lapidee di 1° categoria
	Batimetrie inferiori a 1.4 m	Massi naturali di 1° categoria

Le indicazioni appena riportare risultano di valido riferimento ai fini di un corretto raccordo nello sviluppo longitudinale dei vari profili di berma previsti alla base dell'apparato difensivo considerato.

Si rende, quindi, necessario sottolineare come tutti i massi naturali destinati a comporre la berma alla base della gettata in questione debbano essere conformi alla Norma tecnica UNI EN 13383-1:2013, possedendo, altresì, adeguata rugosità superficiale, risultando anche contraddistinti da una densità tipicamente pari a circa 2650 Kg/m^3 o maggiore e caratterizzati da una porosità pressoché nulla.

Inoltre le attività di messa in opera degli elementi inerti appena definiti e propedeutici alla costituzione dei vari tratti di berma, devono essere sempre precedute da operazioni d'innaffiatura e di pulizia, affinché, in corrispondenza delle superfici delle medesime unità lapidee, non vi siano presenze di calcite in polvere e/o di terre rosse che possono influenzare negativamente l'effetto d'incastro e d'interconnessione tra i vari blocchi delle porzioni sommerse della scogliera trattata, nonché costituire fonte d'inquinamento delle acque in cui detti massi naturali saranno immersi ai fini della realizzazione dell'intervento difensivo previsto. Le operazioni d'installazione dei blocchi lapidei sopra elencati avverranno previa verifica operativa delle condizioni di effettiva stabilità dello scanno d'imbasamento d'adeguato spessore (quest'ultima dimensione verticale è equivalente a circa 50 cm) presente in corrispondenza della base d'appoggio delle berme in questione, in modo da assicurare un'idonea portanza del piano di supporto del corpo appartenente al manufatto sommerso esaminato.

Si evidenzia, altresì, come la Direzione Lavori debba accertare, prima della posa in opera di tutti i vari massi naturali propedeutici alla completa formazione delle strutture soffolte collocate al piede delle varie sezioni d'interesse appartenenti alla scogliera del molo di sopraflutto tenuto in conto, che tali stessi elementi rocciosi risultino conformi ai dettami di cui alla Norma tecnica UNI EN 13383-2:2019, di recente introduzione ed afferente ai metodi di prova ai quali devono essere sottoposti le unità inerti destinate alla funzione prevista dal presente Documento progettuale.

2. Verifica delle condizioni d'intasamento dei vuoti tra i tetrapodi ed i blocchi lapidei emersi del paramento esterno della scogliera con analisi delle criticità correlate all'eventuale asportazione di materiale inerte dal nucleo della barriera presso i profili 2 bis e 3 bis

In generale, è possibile asserire come, nell'ambito dell'interazione tra il moto ondoso incidente e la scogliera sulla quale esso si abbatte, si verifichino notevoli variazioni della quantità di moto relativa alle particelle fluide appartenenti al moto ondoso impattante, che si traducono in sollecitazioni tangenziali e normali agenti sugli elementi attivi della mantellata e direttamente coinvolti da tale processo, nonché appartenenti al paramento della gettata in questione.

Detti sforzi idrodinamici di cui al periodo che precede, risultano maggiori nella fase d'impatto ondoso, come rilevato sperimentalmente, diminuendo proporzionalmente all'attenuazione dell'azione d'onda sull'ammasso considerato.

Uno dei principali fattori che condiziona l'intensità delle forze citate è rappresentato dalla permeabilità della scogliera che condiziona sia i ritardi con cui il volume liquido attivato dall'impatto ondoso riesce a permeare all'interno dell'ammasso, generando sovrapressioni dirette verso l'interno della struttura a gettata, sia i tempi con i quali la massa d'acqua marina accumulata all'interno della scogliera defluisce da quest'ultima, configurando l'insorgenza di sforzi rivolti verso l'esterno dell'ammasso, a cui si aggiungono le sollecitazioni dovute all'azione di trascinamento esercitata dal riflusso presso il paramento della gettata (quest'ultimo processo è evidentemente rappresentato dal fenomeno del Run-down, ossia la discesa della massa idrica che, precedentemente sospinta in alto sulla scarpata della scogliera, ripercorre a ritroso, sebbene con intensità differente e durante la fase di cavo d'onda, il tragitto effettuato inizialmente).

Le sollecitazioni appena richiamate, originano altrettante e proporzionali sovrapressioni all'interno dei vuoti interstiziali presenti nell'ammasso poroso tenuto in conto e sul quale si abbattono le onde incidenti. Risultando diretti verso l'esterno della scogliera, tali sforzi favoriscono quindi l'enucleazione dei blocchi più esposti a tale effetto, con conseguente riduzione del grado d'incastro reciproco tra le unità adiacenti che costituiscono la gettata.

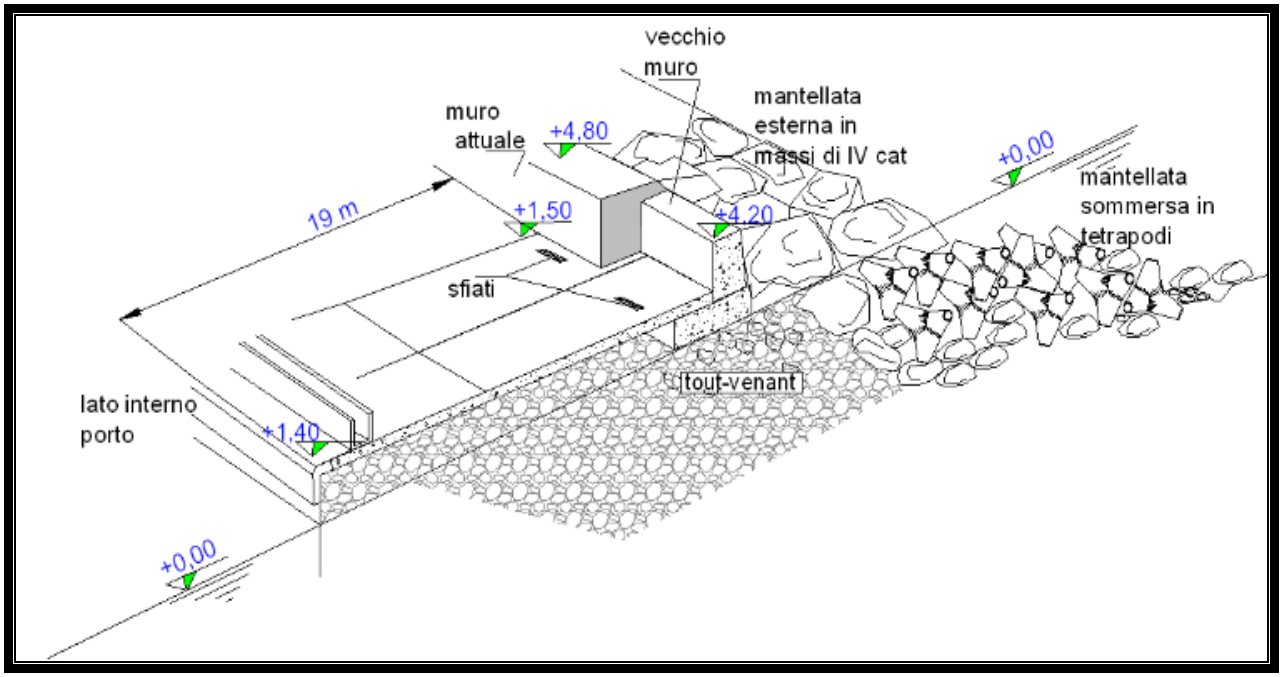
È importante puntualizzare come l'entità delle sollecitazioni orientate verso l'esterno dell'ammasso e, pertanto, destinate a favorire l'espulsione delle unità che formano la scogliera o, almeno, ad indurne movimenti deformativi, cresca con l'aumentare del gradiente idraulico che scaturisce dalla differenza di quota tra il massimo livello raggiunto, rispetto al l.m.m., dal volume d'acqua presente all'interno della gettata e la posizione verticale di massimo ritiro sul paramento inclinato della barriera in esame, riscontrabile in fase di cavo dell'onda incidente (quest'ultima condizione è quantificabile attraverso l'individuazione del valore associato al suindicato Run-down).

Si osservi, inoltre, come la velocità del liquido che attraversa i vuoti presenti all'interno della barriera tenuta in conto (da cui l'intensità delle sovrapressioni di scalzamento e trascinamento esercitate da tale moto fluido sui blocchi formanti la scogliera trattata), sia proporzionale al menzionato gradiente idraulico.

Comprendendo, quindi, che l'effetto di scalzamento appena descritto dipenda da fattori al contorno tra cui la permeabilità complessiva dell'opera di difesa ed il gradiente idraulico che s'instaura tra il livello liquido all'interno dell'ammasso in questione ed immediatamente all'esterno di esso, si precisa come quest'ultimo contributo al comportamento del sistema protettivo nei confronti dei fenomeni idraulici analizzati, sia profondamente correlato con l'intensità del moto ondoso che si abbatte sulla gettata, provocando il repentino innalzamento del livello fluido all'interno della scogliera stessa. Per tale ragione ed in riferimento al caso considerato, appare di primaria utilità, nonché esigenza, riferire la verifica di eventuali azioni in grado di asportare il materiale più fine presente all'interno dell'ammasso, alla Sezione 2 bis e 3 bis, come sopra schematicamente descritta

e risultante, tra le posizioni esaminate dal presente lavoro, la 2 bis è quella maggiormente sollecitata dalle spinte indotte dall'attacco del moto ondoso.

A tale proposito, si richiama l'attenzione, oltre che al corrispondente elaborato grafico di Progetto che riporta la geometria ed i materiali di cui è composto i profili 2 bis e 3 bis, anche allo schema successivamente illustrato e che ben raffigura la sezione d'interesse, come riprodotto dal Documento tecnico denominato Relazione opere marittime redatta nel Maggio 2020 ed a corredo del P.U.O. posto a modifica dello S.U.A. approvato con provvedimento finale in data 16/03/2010 – Distretto di Trasformazione TR-CO2 aggiornamento al P.U.C.:



Alla luce delle considerazioni appena evidenziate, di seguito si riportano svariate analisi di natura sia qualitativa e sia quantitativa, attestanti l'efficacia della soluzione progettuale identificata, anche nei confronti di eventuali effetti di dilavamento e, pertanto, possibile asportazione del materiale tout-venant inserito quale nucleo interno alla gettata in questione, come graficamente rappresentato dai corrispondenti elaborati.

In particolare, dal punto di vista qualitativo e come precedentemente anticipato, la predisposizione di massi naturali il cui assortimento granulometrico è compreso nell'intervallo anzidetto $0.75 \cdot D_{n50} \div 1.25 \cdot D_{n50}$, in cui il parametro dimensionale D_{n50} denota la dimensione nominale media dei blocchi lapidei, destinati alla realizzazione sia dell'intervento di rifiorimento verso il piede di alcuni tratti di scogliera, sia delle berme alla base del paramento inclinato dell'ammasso in questione, ha la finalità, attraverso una maggiore estensione delle granulometrie impiegate di modulare in misura uniforme ed equilibrata la permeabilità della gettata, riducendo la possibilità che si verifichino valori puntualmente modesti di tale stesso parametro e favorendo così la stabilità dell'intera scarpata, giacché si riduce la possibilità di rilevare sovrapressioni localizzate dirette

verso l'esterno della scogliera, contrastando quindi l'asportazione di materiale più fine dall'interno dell'ammasso stesso.

In sostanza, l'introduzione di blocchi inerti tra gli elementi artificiali tetrapodi attualmente situati in corrispondenza della base del versante in questione e le unità lapidee in emersione, determina un duplice effetto d'incremento dello stato d'equilibrio dell'intera gettata, derivante sia da un ripristino della condizione di regolarità del suo stesso profilo esterno, quest'ultimo complessivamente attenuato in termini di pendenza (si noti che tale risultato a favore della condizione d'equilibrio del versante è raggiunto grazie anche all'introduzione al piede della scarpata stessa della berma), sia da una generale azione d'opposizione all'estrazione di blocchi aventi dimensioni minori, grazie anche alla riduzione dei movimenti cosiddetti di "rocking", come peraltro richiamato dal Testo tecnico "Rock Manual" del 2007, indotti dall'azione d'impatto ondoso su ogni singola unità della scogliera ed aumentando così il grado di incastro reciproco tra i vari elementi inerti a contatto. Quest'ultimo aspetto è, altresì significativo in rapporto alla riduzione delle lesioni superficiali, a cui peraltro gli elementi artificiali citati risultano particolarmente esposti laddove non sprofondati nel fondale antistante al sistema difensivo in questione, che tipicamente scaturiscono da movimenti delle singole unità direttamente soggette alle sollecitazioni idrodinamiche generate dall'attacco dell'onda (in tale ambito, l'inserimento di blocchi naturali, come progettualmente previsto, si pone anche quale fattore di contrasto ai movimenti deformativi suddetti, migliorando così la stabilità dell'intera scogliera). È necessario precisare, infine, che, per una definitiva ed assoluta azione di contrasto al potenziale processo di asportazione del materiale più fine dall'interno della barriera protettiva in esame, sul piano progettuale si prevede anche l'opportuna introduzione all'interno del sistema protettivo, tramite tecnica esecutiva di consolidata e di dimostrata efficacia, di un elemento saturato mediante inserimento di miscela cementizia opportunamente dosata, avente forma aderente ai contorni dei maggiori vuoti in cui detto innesto viene introdotto, poiché quest'ultimo si adatta alla forma delle maggiori aperture interne all'ammasso poroso in esame. Tale accorgimento costituisce una barriera atta ad impedire fisicamente il potenziale trasferimento verso l'esterno dell'ammasso in questione, da parte del materiale inerte più fine e costituente il nucleo interno della struttura di difesa considerata.

Dal punto di vista quantitativo ed in conformità alle analisi sopra espresse, si rende opportuno richiamare, in merito alla problematica affrontata, il criterio di stabilità sintetizzato dalla formulazione di origine empirica successivamente riportata e tratta dal lavoro di ricerca sviluppato dal Corpo degli Ingegneri dell'esercito statunitense nel 1953 (rif. U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station (1953)):

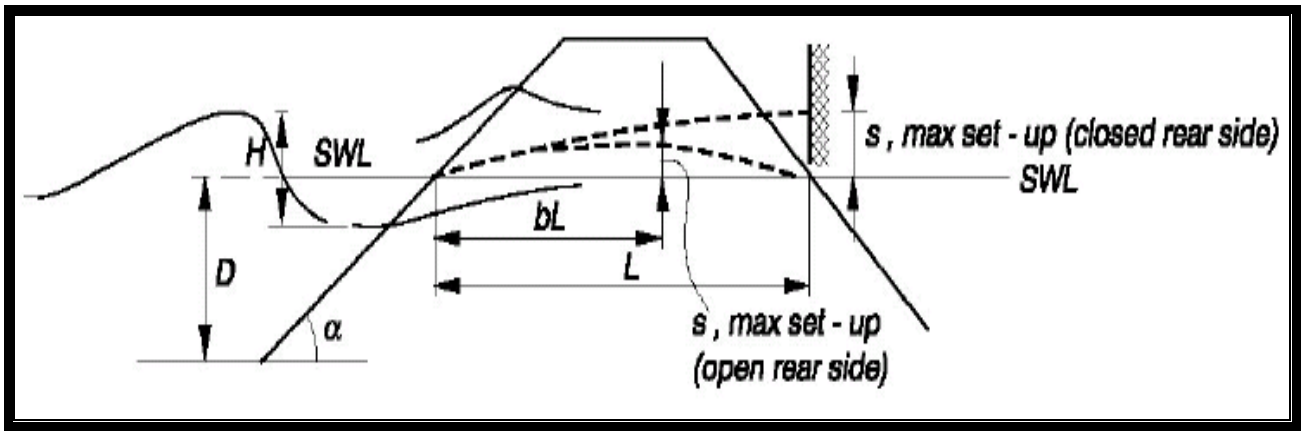
$$\frac{D_{50(porzione_esterna)}}{D_{50(porzione_interna)}} \leq 25$$

ove il termine D_{50} denota generalmente il valore mediano della distribuzione dei diametri del materiale inerte estratto dalla cava e destinato a comporre l'opera a gettata in esame, tale per cui la relazione sperimentale che connette il diametro nominale medio associato ai blocchi lapidei in questione (ossia il parametro D_{n50}) al corrispondente fattore dimensionale D_{50} appena citato, è tratta dal Manuale tecnico di riferimento denominato "Rock Manual" nella sua ultima e più recente versione pubblicata nel 2007, ossia: $D_{n50} = 0.84 \cdot D_{50}$. Considerando, pertanto, la presenza presso lo strato più esterno della gettata di cui alla Sezione 2 bis e la 3 bis sia di unità artificiali tetrapodi del volume unitario pari a 3.2 m^3 (come indicato nella suddetta Relazione opere marittime predisposta a Maggio 2020) e sia di blocchi inerti appartenenti alla 4° categoria, entrambi a comporre appunto la mantellata esterna della barriera protettiva in esame e questi ultimi appena citati anche la berma collocata alla base del versante stesso (da cui il rispettivo termine dimensionale $D_{50(porzione_esterna)}$ riferito a questa porzione più superficiale della realizzazione difensiva), nonché tenuta in conto l'assenza di uno strato filtro intermedio, come raffigurato dagli elaborati grafici a corredo del progetto e constatando, inoltre, dalla Relazione opere marittime redatta a Maggio 2020, che il nucleo del sistema difensivo in questione risulta composto da materiale inerte tout-venant (di cui il peso dei singoli massi naturali varia normalmente nell'intervallo 5 Kg ÷ 50 Kg, da cui il corrispondente parametro dimensionale $D_{50(porzione_interna)}$ relativo alla parte più interna dell'infrastruttura analizzata), è possibile valutare la condizione d'equilibrio e, quindi, il grado d'esposizione a fenomeni d'asportazione, da parte dell'azione del moto ondoso incidente, del citato materiale lapideo più fine destinato a formare il nucleo interno della scogliera trattata. Questa verifica riferita ai profili 2 bis e 3 bis ha soddisfatto l'approccio di stabilità suindicato, conducendo ad un rapporto $\frac{D_{50(porzione_esterna)}}{D_{50(porzione_interna)}}$ notevolmente minore della soglia numerica massima equivalente a 25 (ai fini dell'accertamento effettuato ci si è avvalsi del legame empirico $D_{n50} = 0.84 \cdot D_{50}$, come già descritto). Il risultato appena ottenuto dimostra, almeno in via preliminare ancorché attendibile, la condizione di stabilità delle unità inerti formanti il nucleo dell'ammasso in questione, evidenziandone lo stato d'equilibrio nei confronti di potenziali fenomeni erosivi d'asportazione del medesimo materiale lapideo più fine.

In aggiunta agli approfondimenti quantitativi in merito appena illustrati, nonché rievocando il concetto di gradiente idraulico sopra menzionato e trasferendone il corrispondente significato alle sezioni d'interesse 2 bis e 3 bis, è possibile calcolare l'intensità di tale termine idraulico, stimando il massimo innalzamento o set-up della massa d'acqua che, sospinta dal moto ondoso incidente, permea all'interno della scogliera esaminata e presso la sezione esaminata.

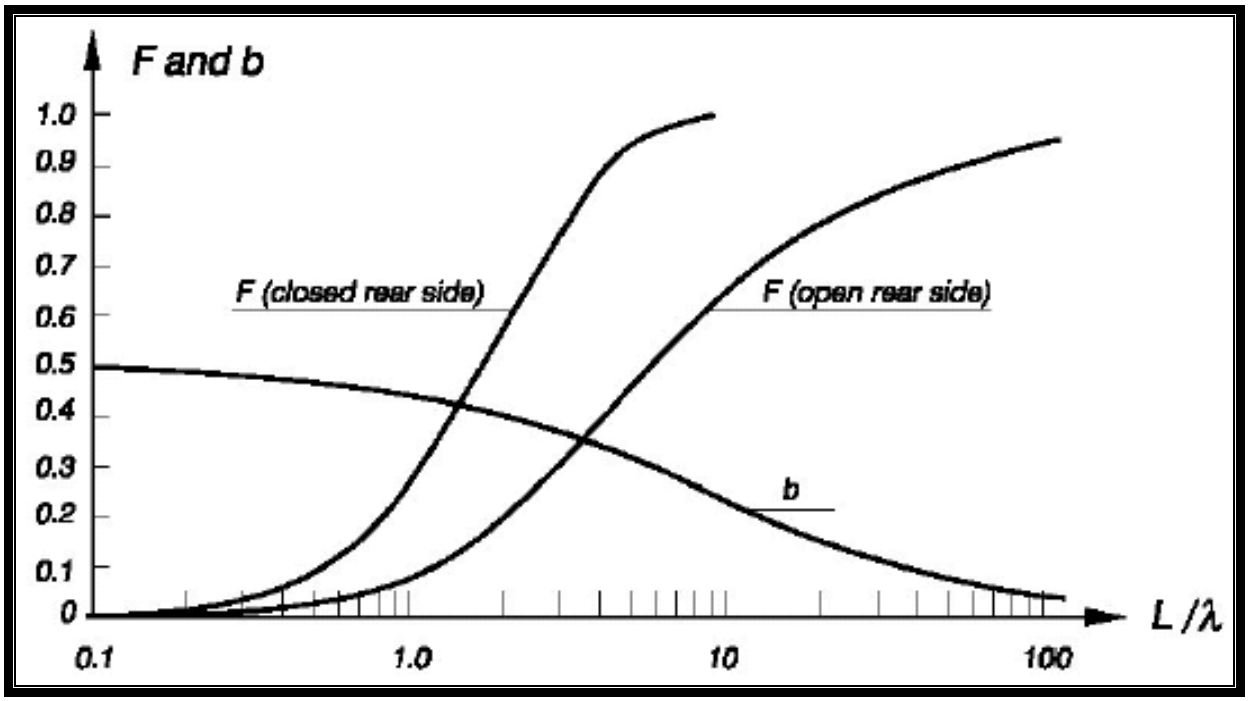
A tale proposito ed adottando il modello sperimentale analizzato da F.B. Barends (1988), come richiamato dalla Guida tecnica di riferimento denominata Coastal Engineering Manual nella sua versione pubblicata nel 2006 (rif. Coastal Engineering Manual (2006) Part VI Chapter 5 "Fundamentals of Design" EM 1110-2-1100 (Part VI)), è stato possibile stimare detta sopraelevazione massima in corrispondenza della porzione interna alla scogliera raffigurata dai profili in questione.

Più precisamente, individuando i valori delle grandezze al contorno che, come richiamate nello schema grafico seguente ed a cui si riferisce l'approccio empirico proposto da F.B. Barends (1988), influenzano i moti di filtrazione trattati, nonché tenendo in conto del contrasto allo sfogo di questi ultimi derivato dalla banchina presente in corrispondenza del lato della barriera protettiva e che si affaccia sullo specchio acqueo interno dell'Approdo turistico in questione, è possibile quantificare inizialmente l'entità del parametro numerico ξ, calcolato in funzione di fattori tra cui l'inclinazione media, attenuata dall'installazione della berma al piede, del paramento della gettata interessato dall'incidenza ondosa, l'altezza del moto ondoso impattante, la permeabilità media dell'ammasso considerato (quest'ultima impostata considerando anche la presenza di massi naturali tra i tetrapodi alla base della scarpata tenuta in conto), il periodo dell'onda agente sulla struttura e la sua rispettiva profondità d'impianto:



In una successiva seconda fase d'analisi, stimato il suddetto termine adimensionale ξ e previa identificazione dei valori attribuiti sia alla funzione F, il cui andamento è riprodotto nel grafico successivo come previsto dallo schema sperimentale suggerito da F.B. Barends (1988) (tale variabile F è influenzata dalla geometria della Sezione d'interesse, infatti, come raffigurato nell'immagine appena rappresentata, la grandezza dimensionale L introdotta in ascissa nel diagramma seguente, descrive la distanza misurata al l.m.m. tra il paramento direttamente soggetto all'attacco ondoso e la posizione della banchina a tergo di tale medesima scarpata), sia al Run-down associato ad una probabilità di superamento pari a 2% (quest'ultima entità, equivalente a circa 1.94 m per la sezione 2 bis e pari a circa 1.68 m per il profilo 3 bis, è stata ricavata seguendo la rispettiva metodologia empirica prevista dal Testo tecnico EurOtop aggiornato al 2018), è stato

anche calcolato il valore assegnato al massimo set-up s rilevabile all'interno del Profilo di scogliera indagato.



Nello specifico, per i casi d'incidenza ondosa in cui l'elevazione dell'onda agente sulla scogliera è rilevante rispetto alla corrispondente profondità in cui si verifica detto fenomeno, il modello sperimentale trattato da F.B. Barends (1988) permette di utilizzare la relazione empirica successiva, ai fini dell'individuazione della massima entità di set-up s interno alla gettata in questione:

$$s = d \cdot \sqrt{(1 + \xi \cdot F)} - 1$$

nella quale, oltre ai termini di significato ormai noto, la grandezza d corrisponde alla batimetria misurata al piede della scogliera in esame. Detto innalzamento massimo previsto per la massa fluida che permea, a causa dell'azione ondosa, all'interno dell'ammasso esaminato è valutato pari a circa 0.8 m sul l.m.m. per la Sez. 2 bis e circa 0.5 in corrispondenza del profilo 3 bis, in entrambi i casi a ridosso dei blocchi formanti la banchina che si affaccia sullo specchio acqueo interno del Porto di Andora. Se a tale fenomeno di sopraelevazione massima " ***s*** " del volume liquido che penetra nella gettata in questione, si abbina il processo di Run-down rilevabile in fase di cavo dell'onda sul paramento della scogliera e caratterizzato da una probabilità di superamento del 2% come già stimato, è possibile quantificare il valore del gradiente idraulico che, per il caso osservato ed in condizioni d'impatto ondoso estremo, non determina la formazione di sforzi pressori in grado di asportare il materiale inerte tout-venant presente all'interno dell'ammasso analizzato e formante, quindi, il rispettivo nucleo.

Pertanto, l'esito delle verifiche appena delineate, conferma la validità delle considerazioni, anche di natura numerica, sopra enunciate, evidenziando la compatibilità degli interventi previsti, anche in rapporto all'eventuale allontanamento di elementi lapidei appartenenti alla porzione più interna della barriera difensiva tenuta in conto.

Si evidenzia, infine, come la maggiore garanzia riguardante l'azione d'impedimento dell'eventuale asportazione di materiale granulare tout-venant dal nucleo della gettata in esame, sia rappresentata dall'opportuna introduzione all'interno dei maggiori vuoti di quest'ultima di un elemento flessibile costipato da miscela cementizia adeguatamente dosata, in grado di otturare localmente ogni potenziale percorso di passaggio degli inerti più fini dall'interno e verso l'esterno dell'opera protettiva trattata (si suggerisce, dal punto di vista esecutivo, come detto intervento appena richiamato, non debba avere carattere di continuità nello sviluppo longitudinale della diga in questione, al fine di non provocare l'insorgenza di sovrapressioni interstiziali intense presso il volume di scogliera direttamente interessato dall'attacco ondoso ed evitando così condizioni di sollecitazioni idrodinamiche interne all'ammasso inerte, quest'ultime anche in grado di provocare, in condizioni estreme, movimenti dei blocchi maggiormente soggetti all'azione delle ondazioni incidenti).

Bibliografia di riferimento

Barends F.B. (1988) Discussion of "Pore Pressure Response and Stability of Rubble-Mound Breakwaters" Simm J.D. e Hedges T.S. Proceedings of the Breakwaters '88 Conference: Design of Breakwaters, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London, UK, pp 85-88

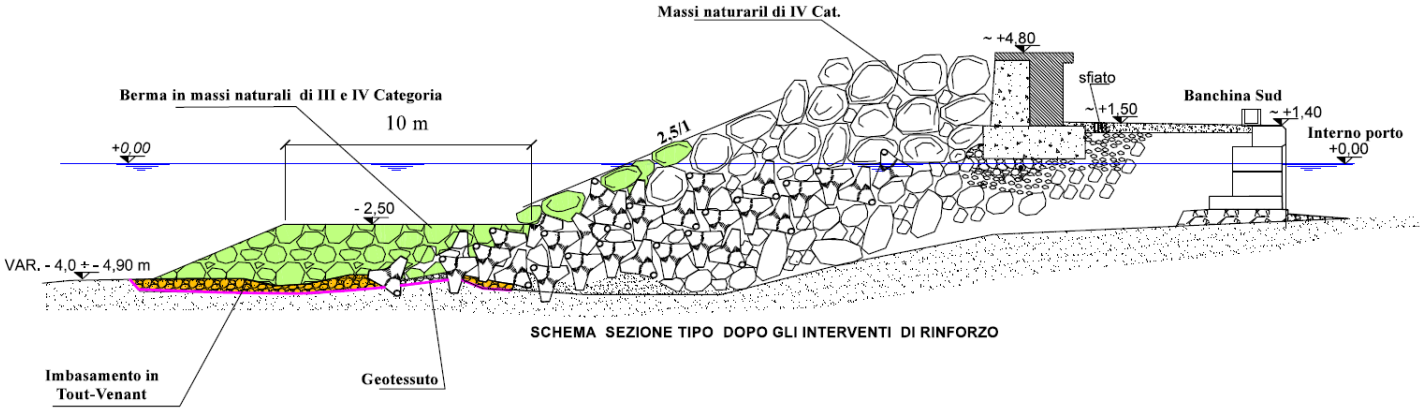
Coastal Engineering Manual (2006) Part VI Chapter 5 "Fundamentals of Design" EM 1110-2-1100 (Part VI)

Gerding E. (1993) "Toe structure stability of rubble mound breakwaters" TU Delft Faculty of Civil Engineering

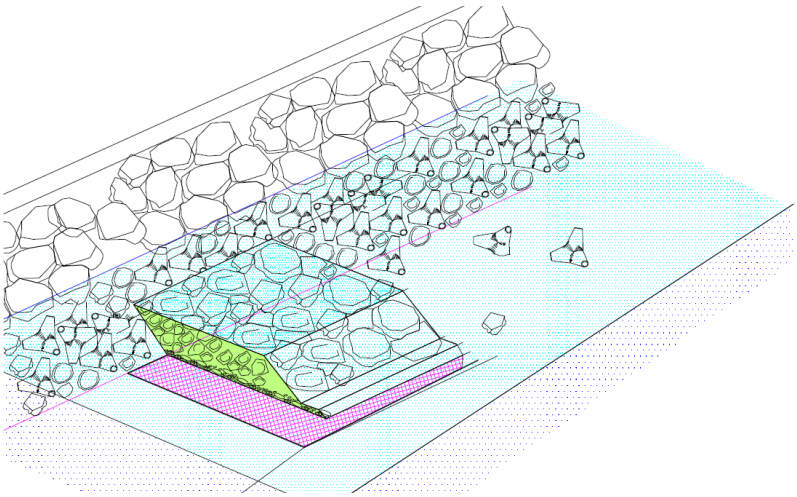
The Rock Manual (2007) "The use of rock in hydraulic engineering" (2nd edition) CIRIA C683 London

U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station (1953) "Filter experiments and design criteria" Technical Memorandum n. 3-360 Vicksburg Mississippi

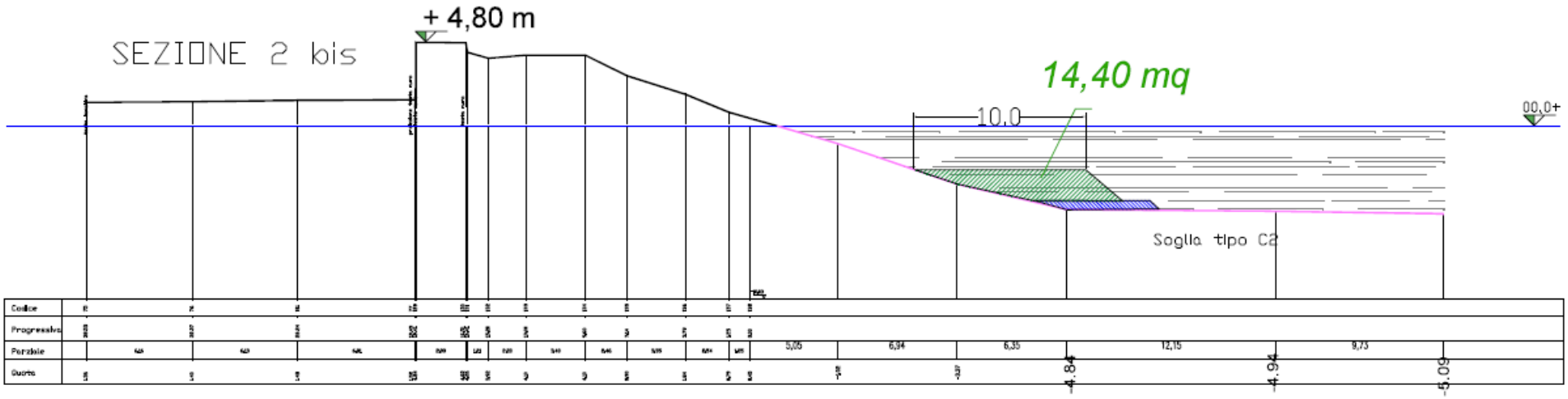
Van der Meer J. W. et al. "EurOtop - Manual on wave overtopping of sea defences and related structures" seconda edizione del Dicembre 2018

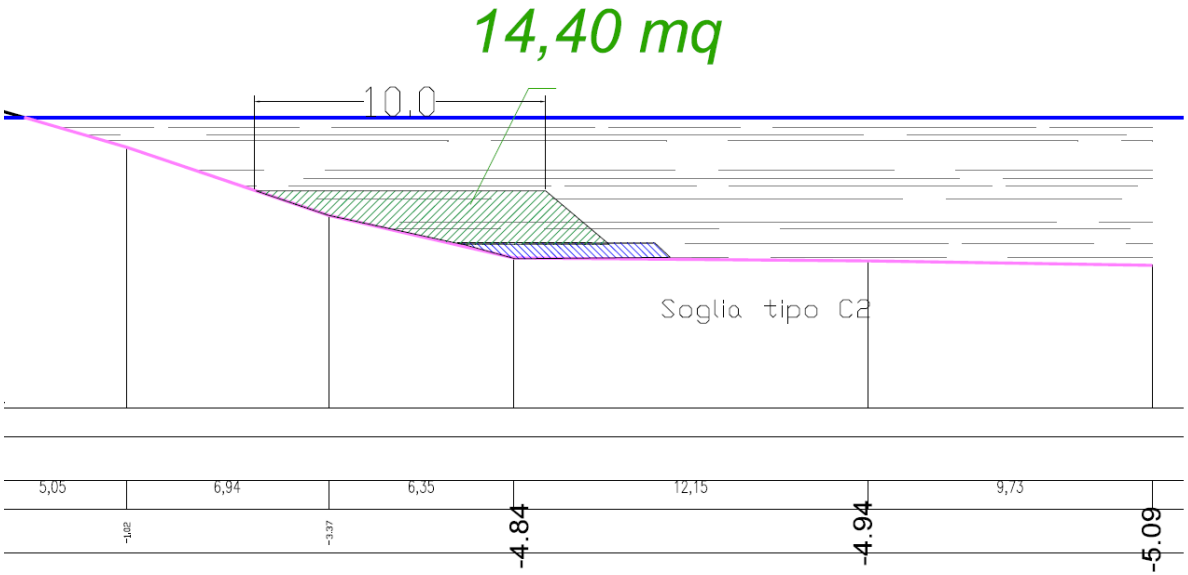


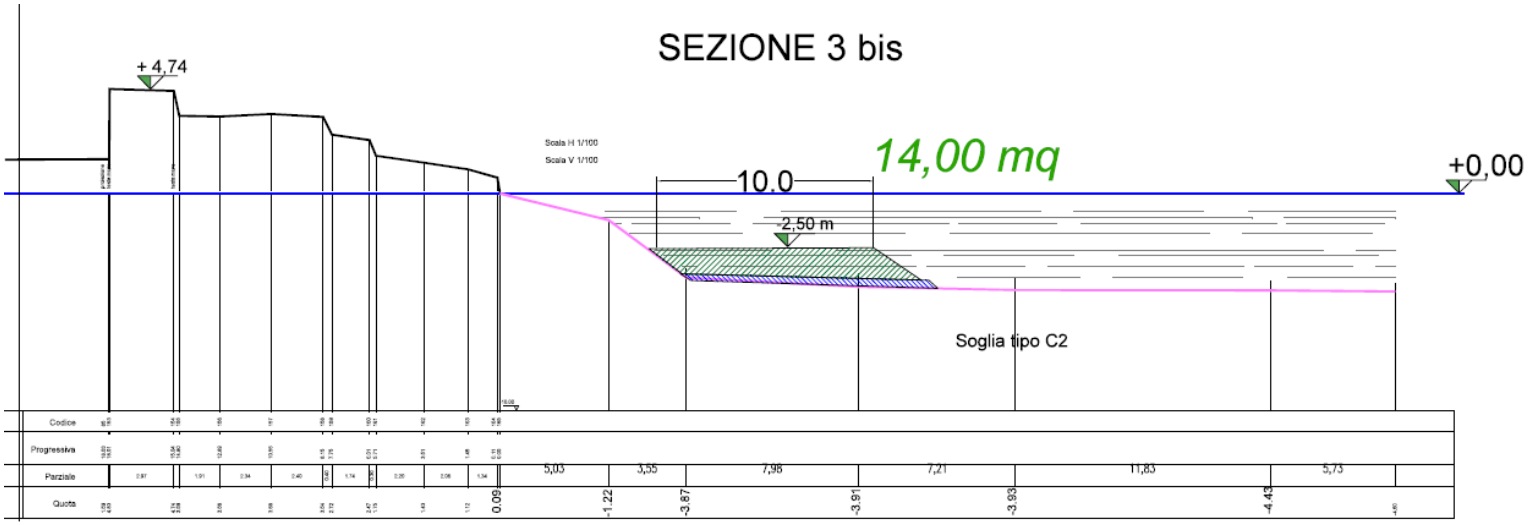
SCHEMA SEZIONE TIPO DOPO GLI INTERVENTI DI RINFORZO



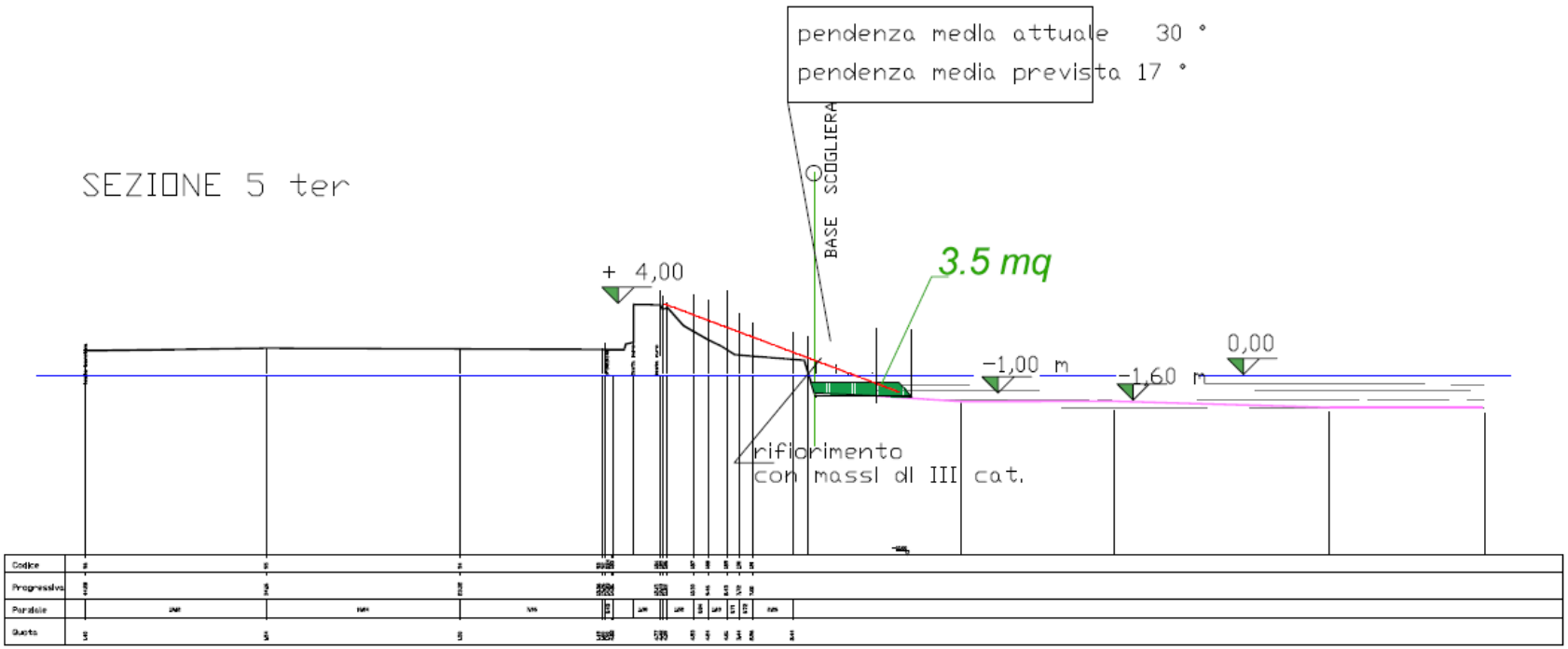
Le sezioni 2 bis e 5 ter (la numerazione è con riferimento alle tavole grafiche del progetto generale di di PUO a modifica dello S.U.A.) sono state verificate con batimetrie nel settembre 2021 – da un attento rilievo è risultato che la quota al piede della mantellata è inferiore (seppur di poco) a quella adottata nei calcoli. Data l'intrinseca approssimazione delle formule di calcolo si è mantenuta la maggiore profondità adottata nelle verifiche sopraesposte.


SEZIONE 2 bis
+ 4,80 m
14,40 mq
10,0
00,0+
Soglia tipo C2
Codice
Progressiva
Parziale
Quota
5,05
6,94
6,35
12,15
9,73
-4.84
-4.94
-5.09


14,40 mq
10,0
Soglia tipo C2
5,05
6,94
6,35
12,15
9,73
-4.84
-4.94
-5.09



Da – 3,93 a - 4,20 m
(da rilievo aggiornato a maggio 2023)



LEGENDA

RILIEVO STATO ATTUALE (A TERRA)

RILIEVO STATO ATTUALE (IN ACQUA)

BERMA SOMMERSA